

山形鋼筋かい端接合部への背面付加材による乾式補強効果の実験的検証

SEISMIC RETROFIT FOR BOLTED ANGLE CONNECTIONS BY USING HIGH STRENGTH BOLT

○平田 博宗^{※1} 真辺 高勢^{※2} 須崎 由也^{※2} 薩川 恵一^{※3} 吉敷 祥一^{※4}
Hiromune HIRATA^{※1} Takase MANABE^{※2} Yuya SUZAKI^{※2}
Keiichi SATSUKAWA^{※3} Syoichi KISHIKI^{※4}

ABSTRACT Seismic retrofit has been achieved for the buildings constructed before 1981, and its effects on the improvement to avoid collapse due to an earthquake are reported in the past investigation. So seismic retrofit is needed for factories with lack of seismic performance, the continuous operation causes many temporal and spatial restriction. The proposed method in former study is that the additional member is attached to the existing angle brace by new high strength bolts. In this study, seismic retrofit of bolted angle brace on the back propose. The test results showed that the additional member increases the ultimate strength of the existing bolted connection.

Keywords: 筋かい, 山形鋼, 耐震補強, 高力ボルト, 構造実験
Brace, Angle, Seismic retrofit, High strength bolt, Structural test

1. はじめに

桁行方向でブレース構造が広く適用される屋内運動場, 小学校体育館等の低層建物は, 災害時に避難所として利用されることが多いことから高い耐震性能が要求される. そのため, 主要な耐震要素である筋かいは, 耐震性能を発揮するまで接合部を破断させない保有耐力接合を施す必要がある. しかし, 新耐震設計法以前の山形鋼筋かいは, 有効断面に無効突出脚を算入しており, 接合部の耐力が不足しているため, 近年の地震被害調査で

は山形鋼筋かい端接合部の欠損集中が多数見られた^[1]ため山形鋼筋かい端接合部に対して補強を加える必要がある.

文献[2]では, 既存材の突出脚側への隅肉溶接の付加が耐力確保に有効であることを示した. 一方で溶接を使用した補強方法では, 室内等での火気の使用による火事の危険性があることから, この知見を援用したボルト接合による補強方法を提案している^[3].

図 1 に本研究で提案する一連のボルト接合による補強方法を示す. 図 1(a)は, 山形鋼高力ボルト接合部の突出脚側に新たな山形鋼断面材(以下: 並列材)を平行に配置して, 山形鋼に作用する軸力を新たに配置した部材にも応力負担をさせる補強方法であり, 既存ボルトと連結ボルトの距離を山形鋼の辺の長さの 1.5 倍程度以上とすることで連結ボルト孔側のみで有効断面が決まり, 接合部耐力も保有耐力接合を満たすことから, 並列材が新たな応力伝達経路として機能していることが明らかとなっている^[3]. 一方で並列材を付加する補強方法では, ガセットプレートに並列材を接合するスペースがないことも多い.

そこで本研究では, 図 1(b)に示すような山形鋼高力ボルト接合部の背面側に山形鋼断面材を配置して新たな応力伝達経路としての有効性を検証することを目的とする.

^{※1} 準会員 (学生)

学士 (工学) 愛知工業大学 工学部建築学科
元学生

(〒470-0392 愛知県豊田市八草町八千草 1247)

^{※2} 会員外

学士 (工学) 愛知工業大学 工学部建築学科
元学生

(〒470-0392 愛知県豊田市八草町八千草 1247)

^{※3} 第 2 種正会員

博士 (工学) 愛知工業大学 工学部建築学科
教授・博士(工学)

(〒470-0392 愛知県豊田市八草町八千草 1247)

^{※4} 第 2 種正会員

博士 (工学) 東京工業大学 学技術創成研究院
未来産業技術研究所
准教授・博士(工学)

(〒226-8503 神奈川県横浜市緑区長津田町 4256)

2. 実験計画

2.1 試験体概要

図 2 に本研究で提案する補強方法の応力伝達機構を示す。本補強方法は山形鋼筋かい端接合部に作用する軸力を既存材となる山形鋼接合部のみで負担せず、山形鋼高力ボルト接合部の背面側に山形鋼断面材（以下：補強材）にも軸力を負担させることで、接合部全体の耐力を確保する仕組みである。補強方法は、図(b)に示すように既存接合部前方の山形鋼と既存接合部後方のガセットプレートに穿孔し、補強材を取り付けるためのボルト孔とする。また補強材を接合する際、補強材が既存ボルトと接触しないようにスペーサーを介して補強材と既存材及び補強材とガセットプレートをそれぞれボルト接合する。

表 1 に試験体一覧を示し、表 1 の下に試験体名表記と試験体接合詳細を示す。試験体は、無補強の試験体と本補強方法で補強を施した試験体を用意した。

試験体は、L65×6、L75×6、L90×7 の 3 種の既存材となる山形鋼に対して、既存ボルト 2 本及び 3 本の無補強試験体を基本とする。ガセットプレートは、山形鋼 L65×6、L90×7 の試験体では厚さ 9 mm、L75×6 の試験体は厚さ 6 mm としたものを使用している。補強試験体は、既存材のボルト本数と連結ボルトの合計が 5 本となるように接合部を構成する。使用したボルトは全て F10T として、ボルトサイズは山形鋼 L65×6、L75×6 の試験体では M16、L90×7 の試験体は M20 としたものと、連結ボルト径が 1 サイズ小さい M16 も用意した。また補強効果の検証のため、既存ボルト本数 5 本の無補強試験体も用意した。全試験体の上下接合部同士の間隔を 300mm とし、へりあき距離及びボルト間距離等の寸法は、文献[4]で記されている基準を満たしており、ボルト接合の施工方法は、ナット回転法としている。なお、摩擦面は、黒皮のままとしている。

表 2 に载荷実験で使用した山形鋼とガセットプレートの材料試験結果を示す。

2.2 载荷計画

図 4 中に試験体の载荷方法を示す。試験体は、縦向きに設置し、試験機とは上部治具と下部治具を介してボルト接合する。载荷は、試験体の下部を固定し、上部に軸方向に引張力を加える単調载荷で行い、接合部に亀裂が伸展し急激な耐力低下あるいは破断が確認できるまで载荷を行った。

荷重は試験機に設置されたロードセルより計

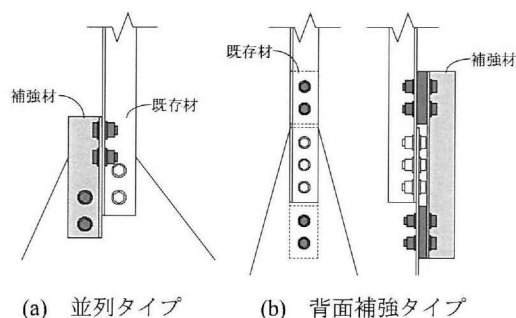


図 1 提案する補強方法

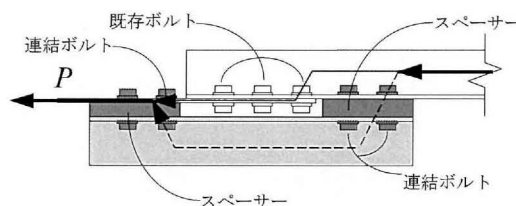


図 2 応力の伝達

測し、接合部の変形は、図 3 で示すように変位計を設置し、計測を行った。接合部の変形は、ガセットプレートの上下接合部の治具から 25mm 離れた位置と既存材の上下接合部間での間隔が 220mm になる箇所の表裏に計 4 つ取り付け、上下接合部それぞれで二つの変位の平均として算出して、上部変位 $\delta_{(up)}$ 及び下部変位 $\delta_{(low)}$ のうち、载荷後に破断したいずれか一方を変位 δ として採用する。

3. 実験結果と考察

図 5 に载荷実験より得られた破断側接合部の荷重変形関係を示す。各図中の●印は最大耐力、○印は初期すべり発生点、●印は、降伏耐力を示す。また図中では、高力ボルト摩擦接合部のすべりによる変形進行を除去している。なお降伏耐力は、初期剛性と二次剛性（5mm 変位時の接線剛性）の交点にて評価する。図 5(a)～(c)は、既存ボルトが 2 本の無補強試験体を示し、図 4(d)～(f)は、既存ボルトが 3 本の無補強試験体、図 4(g)、(h)は既存ボルトが 5 本の無補強試験体を示す。

図 5(i)～(k)は、既存ボルト 2 本の無補強試験体と補強を施した試験体を比較し、図 5(l)～(n)は既存ボルト 3 本の無補強試験体と補強を施した試験体を比較している。また、L65×6 及び L90×7 の試験体は、既存ボルト 5 本の無補強試験体とも比較している。

図 5(i)～(k)は、補強した試験体 L65-2-3、L75-2-3、L90-2-3 は、無補強試験体を比較すると降伏耐

表 1 試験体一覧

試験体名	ガセット プレート	既存の接合部構成				連結の接合部構成			
	板厚 t	e	p	既存材	既存ボルト	補強材	連結ボルト	e'	p'
L65-2-N	9	40	60	L65×6	2-M16				
L65-3-N					3-M16				
L65-5-N					5-M16				
L65-2-3					2-M16	L65×6	3-M16	40	60
L65-3-2					3-M16		2-M16		
L75-2-N	6	40	60	L75×6	2-M16				
L75-3-N					3-M16				
L75-2-3					2-M16				
L75-3-2					3-M16	2-M16			
L90-2-N					9	50	70	L90×7	2-M20
L90-3-N	3-M20								
L90-5-N	5-M20								
L90-2-3(M20)	2-M20	L90×7	3-M20	50					70
L90-2-3(M16)	3-M20		3-M16						60
L90-3-2(M20)			2-M20						70
L90-3-2(M16)			2-M16						60

試験体名表記

L90 - 2 - 3 (M16)
 ↳ 連結ボルトサイズ
 ↳ 連結ボルト本数*1
 ↳ 既存ボルト本数*2
 ↳ 既存材形状 (L65, L75, L90)
 *1 既存ボルトと同一の場合記載なし
 *2 無補強の場合はNと記載

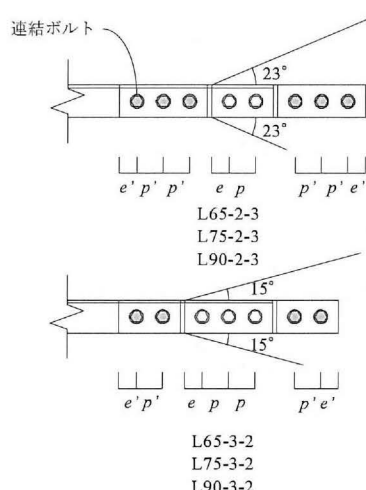
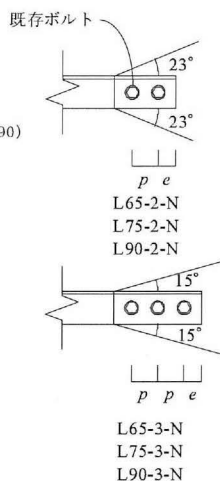
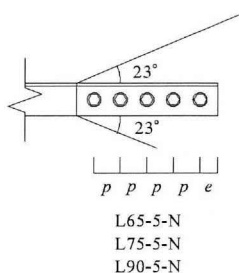


図 3 試験体接合詳細

表 2 材料試験結果

鋼材	鋼種	σ_y [N/mm ²]	σ_u [N/mm ²]	Y.R. [%]	ε_u [%]
L65×6	SS400	330	477	69	37
L75×6		316	440	72	36
L90×7		312	446	70	34
ガセット プレート		276	407	68	40
	$t=6$	331	445	74	49
	$t=9$				

t : 板厚 σ_y : 降伏応力度 σ_u : 引張強さ
 Y.R.: 降伏比 ε_u : 破断伸び

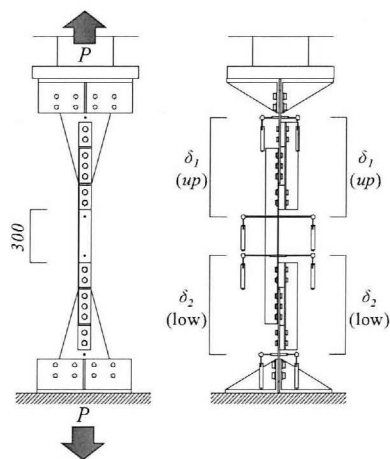


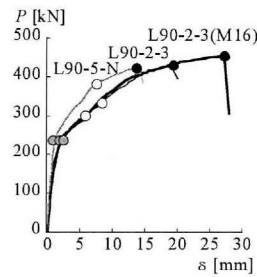
図 4 荷重方法

力, 最大耐力は大きく上昇した. また, 補強した試験体 L65-2-3, L90-2-3 は, 既存ボルト 5 本の試験体と比較して, 降伏耐力後の非線形領域において荷重の上昇は緩やかであるが, 降伏耐力, 最大耐力はほぼ等しい結果となった.

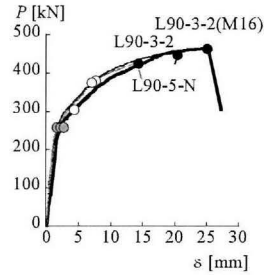
図 6(l)~(n)は, 既存ボルト 2 本と同様な傾向を示しており, 補強された試験体 L65-3-2, L90-3-2 と既存ボルト 5 本の試験体の荷重変形関係もほぼ同関係である. 本補強方法では, 既存ボルト 2 本, 3 本の試験体を既存ボルト 5 本の試験体とほぼ同じ耐力になった.

図 6(a)及び(b)は, 山形鋼 L90×7 を補強する際に連結ボルトを既存ボルトより 1 サイズ小さくし, 既存材の断面積を大きくした試験体の荷重変形関係を示す. 連結ボルトを 1 サイズ小さくした試験体は, 既存ボルトと連結ボルトのボルト径が同一サイズの試験体が降伏耐力はほぼ同等で最大耐力に至るまでの荷重変形関係もほぼ同等であるが, その後の荷重変形関係は変形を伸展させつつ荷重が上昇した.

図 7 には, 載荷後の破断状況を示す. 載荷後の破断位置は, 無補強試験体が既存材ボルト破断(EB)し, 補強施した試験体は, 連結ボルト破断(CB)



(a) L90-2-3(M16)



(b) L90-3-2(M16)

図 6 荷重変形関係

表 3 実験結果

試験体名	cP_u [kN]	eP_u [kN]	eP_y [kN]	γ_e	γ_{req}	破断位置
L65-2-N	166	193	103	0.41	0.71	(EB)
L65-3-N	201	232	122	0.62		
L65-5-N	252	259	168	0.76		(CB)
L65-2-3	250	266	153	0.80		
L65-3-2	255	268	170	0.81	0.67	(EB)
L75-2-N	222	157	122	0.11		
L75-3-N	285	220	118	0.43		(CB)
L75-2-3	312	280	143	0.73		
L75-3-2	323	284	182	0.75	0.68	(EB)
L90-2-N	279	294	157	0.37		
L90-3-N	342	350	223	0.57		(CB)
L90-5-N	419	426	263	0.84		
L90-2-3(M20)	416	427	242	0.84		
L90-2-3(M16)	428	454	245	0.89	0.63	
L90-3-2(M20)	414	452	275	0.93	0.68	
L90-3-2(M16)	428	465	272	0.93	0.63	

cP_u : 最大耐力(計算値) eP_u : 最大耐力(実験値) eP_y : 降伏耐力
 γ_e : 突出脚有効率 γ_{req} : 保有耐力接合を満たす突出脚有効率

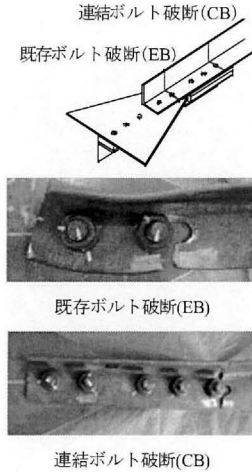


図 7 破断位置詳細

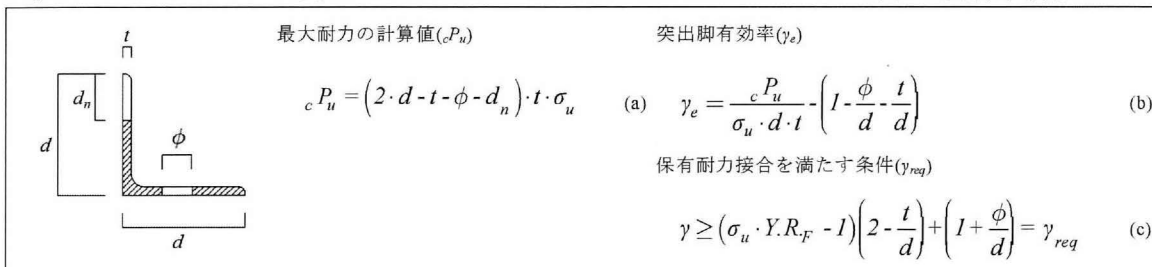


図 8 計算方法

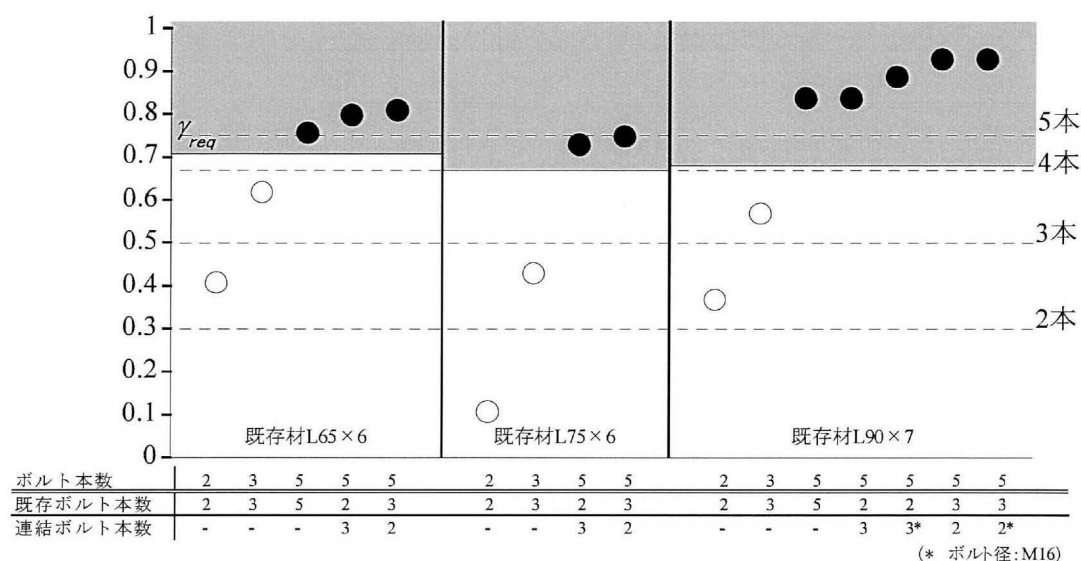


図9 保有耐力接合に必要な突出脚有効率

した。

図8には、最大耐力 (cP_u)、保有耐力接合 (γ_{req})、突出脚有効率 (γ_e) の計算方法をそれぞれ示す。

表3に各試験体の表中の最大耐力の計算値 (cP_u) と実験値 (eP_u)、降伏耐力 (eP_y)、突出脚有効率 (γ_e)、保有耐力接合 (γ_{req})、破断位置をまとめた実験結果一覧を示す。山形鋼 L65×6、L90×7 は、最大耐力の実験値と計算値がほぼ同じであるが、山形鋼 L75×6 では、実験値が計算値の約8割ほどであった。

図9に保有耐力接合に必要な突出脚有効率を示す。突出脚有効率を満たす領域は黄色に着色している。既存ボルト3本までの無補強では、保有耐力接合を満たしていないが補強した試験体と既存ボルト5本の無補強試験体は保有耐力接合を満たした。既存材 L90×7 の補強試験体において連結ボルトを1サイズ小さくした試験体は、既存ボルトと連結ボルトのボルト径が同一サイズの試験体と比べ、最大耐力は上昇しているが、突出脚有効率はほぼ同等の結果となった。

4. まとめ

本報では背面補強タイプを対象とした載荷実験を通して、本補強方法の有効性の検証を行った。

補強を施した試験体の耐力は大きく上昇し補強効果が得られ、既存ボルト5本の試験体と同程度の値となった。また、連結ボルトを1サイズ小さくした試験体は、既存ボルト同一サイズの試験

体と比べ最大耐力が上昇した。

本補強法を施した試験体は保有耐力接合を満たす結果となった。

参考文献

- [1] 伊山潤ほか:東北太平洋沖地震等による鉄骨造文教施設鉛直ブレースの震動被害,日本建築学会技術報告集,第19巻,第41号,pp.153-158,2013.2
- [2] 吉敷祥一,河野由佳:山形鋼高力ボルト接合部に対する隅肉溶接の付加による乾式補強,日本建築学会構造系論文集,第81巻,第719号,pp.111-121,2016.1
- [3] 吉敷祥一,梶間夏美,薩川恵一:山形鋼高力ボルト接合部の突出脚への並列材付加による乾式補強,日本建築学会構造系論文集,第84巻,第755号,pp.447-457,2019.3
- [4] 梶間夏美,吉敷祥一,薩川恵一:山形鋼筋かい端接合部の背面付加材による乾式補強 地震工学会シンポジウム論文集,2017.11
- [5] 国土技術政策総合研究所,建築研究所:2015年版,建築物の構造関係技術基準解説,2015.6
- [6] 日本建築学会,鋼構造接合部設計指針,第3版,2012.3

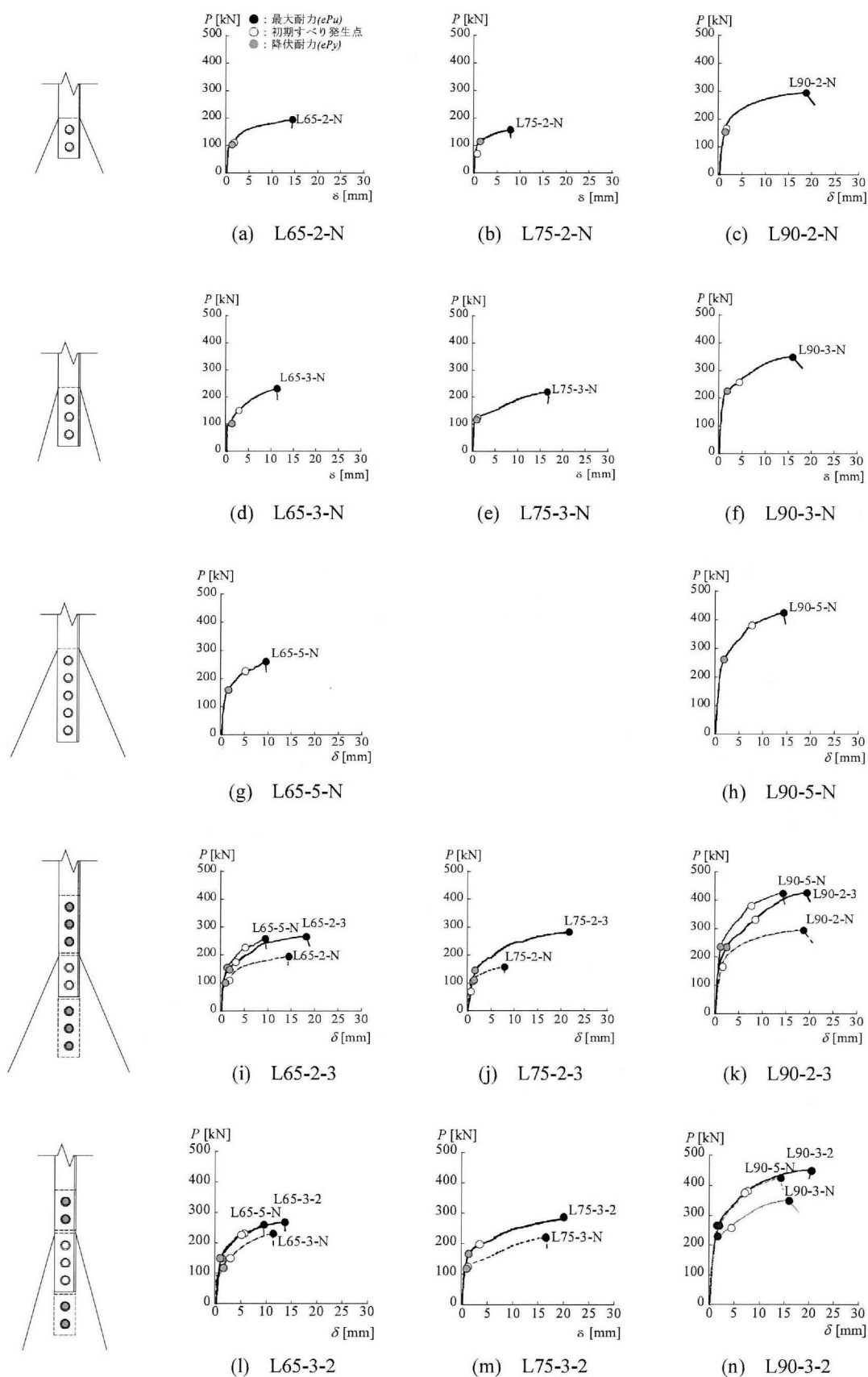


図 5 荷重変形関係